

アーチリブへのコンクリート充填とアーチ基部固定化 を実施した鋼ローゼ橋補強工事（上輪橋）

Reinforcement of a Steel Lohse Bridge by Filling Arch Ribs with Concrete (Agewa Bridge)

北原 稔*¹ 太田 貞次*² 宮沢 智明*³ 小原 久*⁴
Minoru KITAHARA Teiji OTA Tomoaki MIYAZAWA Hisashi OHARA

Summary

This paper reports on the reinforcement of the Agewa Bridge by filling its arch ribs with concrete and by fixing its springing section using concrete. The arch ribs were satisfactorily filled with high-fluidity, self-compacting, lightweight aggregate concrete that was developed for this purpose. In fixing the springing section, the displacement of the arch ribs caused by traffic vibrations was controlled while the concrete was cast. It was confirmed that the displacement, of which the measured value agreed well with the value predicted by analysis, neither had an effect on the quality of the concrete nor posed a problem with its durability.

キーワード：アーチリブへのコンクリート充填，軽量自己充填コンクリート，アーチ基部固定化，コンクリート打設時の変位抑制

1. はじめに

上輪橋は、一般国道8号の新潟県柏崎市上輪地先に架橋されたアーチ支間120mの上路式鋼ローゼ橋である。この付近の国道は昼夜を分かたず大型車の通行が多い交通の要所になっており、一方では日本海沿岸から300mほどしか離れていないV字谷（上輪溪谷）に架橋されているためかなりの強風にさらされる状況になっている。よって、上輪橋は、近年の交通量の増大や車両の大型化による影響および強風による横揺れや海塩粒子の飛散に

よる部材の腐食により、床版部材、鋼部材とも応力的に過酷な状況に置かれている。

このため、昭和40年に建設されて以来今日まで、縦桁増設、塗装塗替、アーチ～補剛桁間の垂直材間への斜材挿入、溶接部クラック補修など多くの補修・補強が施されてきたが、今回、**図-1**に示すような、より抜本的な補強を行って耐荷力と耐震性の向上を図ることにした。

ここでは、これらの補強工の内アーチリブへのコンクリート充填とアーチ基部固定化の施工について報告する。

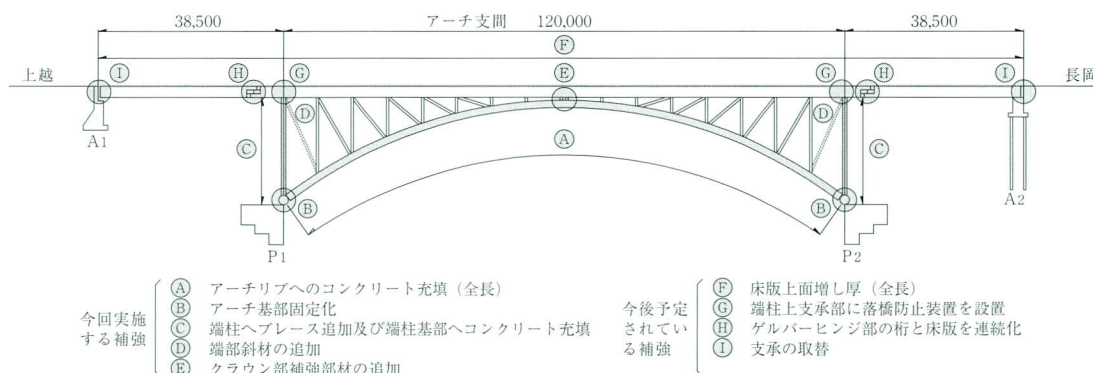


図-1 上輪橋の補強工

*技術本部工事事務管理課課長

*技術本部技術開発部技術開発課課長

*技術本部技術開発部設計技術課課長代理

*技術本部工事事務課（上輪橋補強工事現場代理人）

2. アーチリブへのコンクリート充填

アーチリブへのコンクリート充填は、アーチリブの局部座屈を防止するとともに鋼・コンクリート合成による剛性増加を期待して、アーチリブ全長にわたって施工する。このような補強工は今までにない新しい工法なので、特に充填に適したコンクリートの開発と打設作業性の検討、一般交通供用下におけるコンクリート打設中の橋体の構造不安状態を防止することが重要なテーマであった。

(1) コンクリート施工試験

充填するコンクリートは、地震時慣性力の低減とアーチリブ内に隙間なく充填される必要性から軽量高流動コンクリートを使用するが、このコンクリートは使用実績の少ない新しいタイプのものなので、事前にコンクリート施工試験を行って、この工事に適したコンクリートの開発と充填性や作業性の確認を行うことにした。

次に、事前検討から施工計画に至るステップに沿って、それぞれの概要を示す。

ステップ1：事前検討

- ・ 軽量高流動コンクリートに関する文献調査および高流動コンクリート（自社施工を含む）に関する文献調査
- ・ コンクリート工学系大学の先生からのご教示およびセメント会社や建設会社の研究機関からのヒアリング
- ・ 問題点の把握、対策案の検討および施工計画案の作成

ステップ2：コンクリート施工試験

配合選定試験 実施日（場所）：平成12年12月（太平洋セメント(株)中央研究所）

(a) 目的

- ・ 下記の3種類のコンクリートについて試験を行って流動性、充填性、材料分離抵抗性を評価し、さらに現場施工性を考慮して最終的に採用する配合を決定する。

軽量高流動(1) … 目標スランプフロー $50 \pm 10\text{cm}$ 、
増粘剤なし

軽量高流動(2) … 目標スランプフロー $50 \pm 10\text{cm}$ 、
増粘剤あり

軽量自己充填 … 目標スランプフロー $65 \pm 5\text{cm}$ 、
増粘剤あり

(b) 試験概要

- ・ 供試体（型枠）の断面寸法は1/4モデル程度、長さは1.0mとする。
- ・ フレッシュコンクリートおよび硬化コンクリートの測定・試験による定量的な確認を行う。
- ・ 型枠にコンクリートを投入し、フレッシュコンクリートの流動、充填、材料分離状況を透明アクリル面から観察する（写真-1）。
- ・ 硬化コンクリート表面の状態を観察し、さらに水平、垂直に切断して供試体内部の切断面の骨材分布状況を観察する。

(c) 試験結果および考察

- ・ 軽量高流動(1),(2)は、供試体角部の粗骨材露出や部分的な未充填状況があり、切断面の観察でも一部粗骨材の分布が少ない箇所があったため、自己充填性は低い。
- ・ 上記の充填性を補う手段としてバイブレータの使用が考えられるが、その効果は局所的であり、狭隘なアーチリブ内での作業性も悪いことから、採用は難しい。

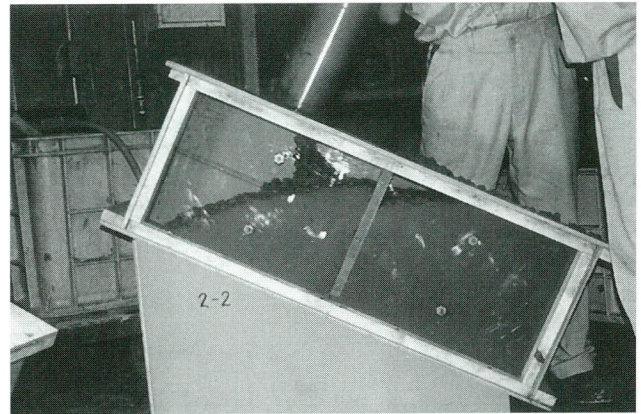


写真-1 型枠へのコンクリート投入

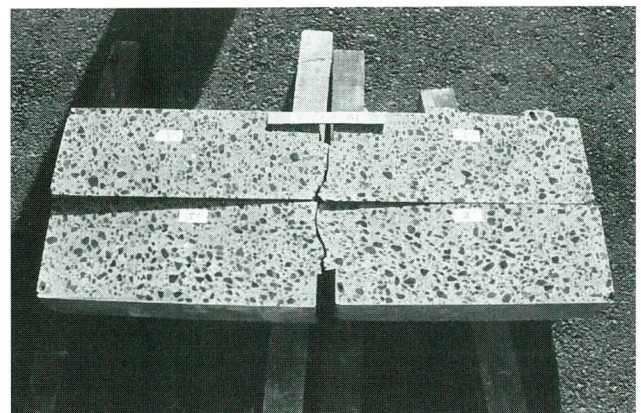


写真-2 「軽量自己充填」の切断面

- ・軽量自己充填は、供試体表面はなめらかで角部も良く充填されており、切断面の観察でも粗骨材が一樣に分布していたため、自己充填性に優れている（写真-2）。
- ・以上より、本工事では軽量自己充填コンクリートの使用が最も望ましい。

- ・供試体（型枠）の断面寸法は1/2モデル程度、長さは実橋における流動距離と同じ7.5mとする（写真-3）。

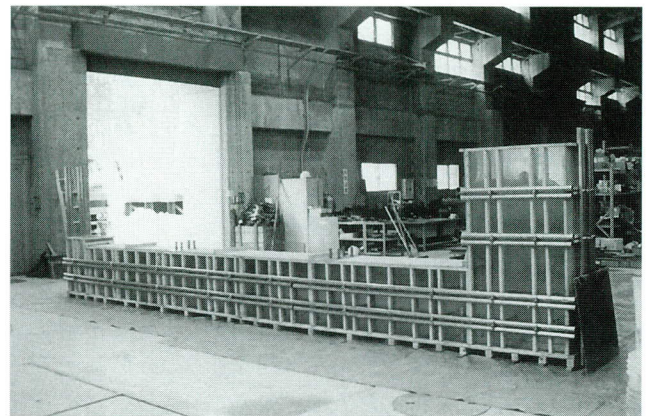


写真-3 枠型の全景

充填性試験 実施日（場所）：平成13年1月（現地生コン工場、長岡技術科学大学）

(a) 目的

- ・軽量自己充填コンクリートにおいて、現地生コン工場の製造能力、アーチリブ内の流動性および材料分離抵抗性、下向きポンプ圧送（約8m）時の作業性及びコンクリートの品質などに問題がないか確認する。
- ・実橋施工時のコンクリート品質管理における管理頻度を決定する。

(b) 試験概要

- ・現地生コン工場の実機ミキサーで練られたコンクリートを使用し、ブーム付ポンプ車による圧送打設を行う（表-1、表-2、図-2）。

- ・フレッシュコンクリートおよび硬化コンクリートの測定・試験による定量的な確認を行うが、品質の変化を確認するために、出荷時、荷降し時、ポンプ圧送後それぞれにおいて測定・試験を行う（表-3）。

表-1 コンクリートの使用材料

使用材料	記号	材料名	物性および成分
セメント	C	普通ポルトランドセメント	密度；3.16
粗骨材	G	膨張頁岩系非造粒型人工軽量粗骨材	表乾密度；1.67（絶乾密度；1.29, 含水率；29.6%）
細骨材	S	膨張頁岩系非造粒型人工軽量細骨材	表乾密度；1.84（絶乾密度；1.53, 含水率；20.5%）
フライアッシュ	FA	—	密度；2.27, 比表面積；4000cm ² /g程度
高性能AE減水剤	SP	—	ポリカルボン酸エーテル系複合体
増粘剤	VIS	—	ウェランガム系増粘剤

表-3 フレッシュコンクリート性状及び圧縮強度測定結果（充填性試験）

	スランブフロー（mm）	500mmフロー時間（秒）	単位容積質量（t/m ³ ）	空気量（%）	コンクリート温度（℃）	V75漏斗流下時間（秒）	U形充てん試験（障害R2）	圧縮強度（材齢28日）
目標値	650±50	3~15秒	1.8t/m ³ 以下	6.0±1.5%	—	13±5秒	300mm以上	18N/mm ² 以上
出荷時	635	6.1	1.73	5.2	9.5	11.8	—	—
荷降し時	640	5.3	1.73	5.5	10.0	14.3	350	26.7
圧送後	580	5.6	1.74	4.7	9.0	14.0	340	29.8

表-2 コンクリート配合（充填性試験）

s/a (%)	W/C (%)	単位量（kg/m ³ ）					高性能AE減水剤SP（P*%）	増粘剤VIS（W*%）
		水W	セメントC	フライアッシュFA	軽量粗骨材S	軽量粗骨材G		
46.0	55.0	165	300	281	471	501	0.9	0.05

注）P=C+FA

- ・型枠にコンクリートを打設し、フレッシュコンクリートの流動、充填、材料分離状況を透明アクリル面から観察する。
- ・30秒毎のコンクリート天端高を計測し、流動状況を作画する（図-3）。

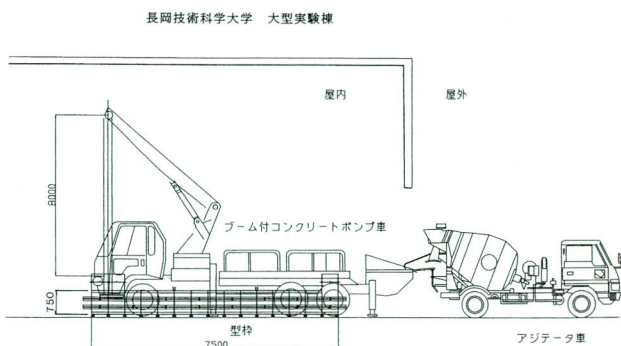


図-2 充填性試験の概要

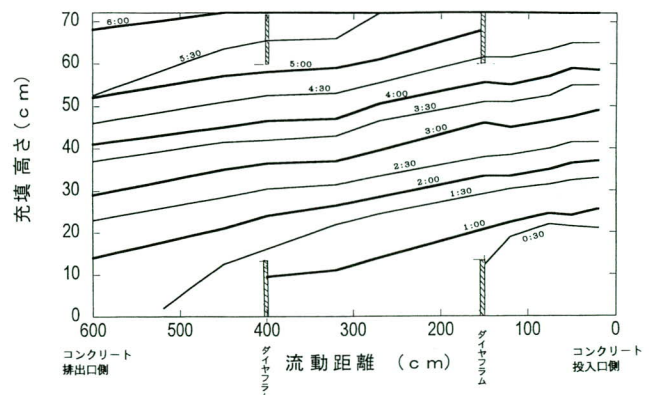


図-3 コンクリート流動状況（30秒毎）

- ・硬化コンクリート表面の状態を観察する(写真-4)。

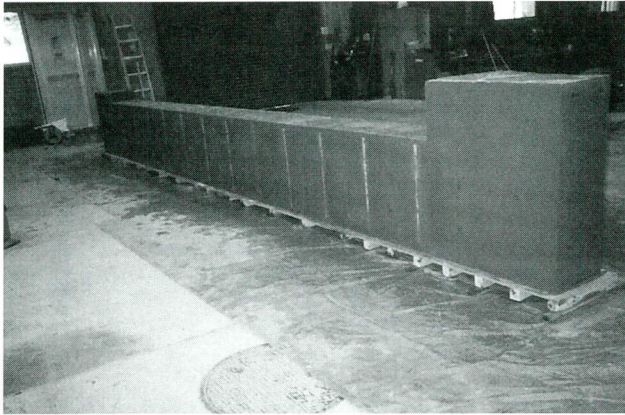


写真-4 脱型後の状況

(c) 試験結果および考察

- ・荷降し時のフレッシュ性状および圧縮強度はすべて目標値を満足しており、所要の性能を持つコンクリートが得られたことから、現地生コン工場の製造・運搬能力に問題はない。
- ・ポンプ圧送後ではスランブフローが多少目標値より小さくなったが、その他の項目では目標値を満足しており、型枠内での流動状況や脱型後の観察による充填状況から判断して、下向きポンプ圧送によるコンクリートの品質に問題はない。
- ・圧送時のコンクリートは筒先から連続して吐出されており、配管内で閉塞する可能性は少ない。
- ・コンクリートが型枠内をスムーズに流動して順調に充填されたことから、アーチリブ内の実際の流動性や材料分離抵抗性に問題はないと考えられる。
- ・空気孔からコンクリートが良く排出されており、脱型後の供試体でもダイヤフラム周りは空隙なく充填されている状況が観察されたので、この空気孔は良好な充填に有効である。
- ・供試体上面にブリージングや粗骨材の露出が見られなかったため、実橋施工時においてコンクリート打ち継ぎ目の処理は不要と考えられる。
- ・各段階でのフレッシュコンクリートの品質の変化が把握できたため、実橋施工時における現場でのコンクリート品質試験は、荷降し時についてのみ行えばよいと考えられる。

配合確認・上向き圧送試験

実施日(場所)：平成13年6月(現地生コン工場、上輪橋現地)

(a) 目的

- ・充填性試験時との温度差を考慮し、コンクリート配合の確認と修正を行う。
- ・上向きポンプ圧送(約30 m)打設時のコンクリートの品質や作業性に問題がないか確認する。

(b) 試験概要

- ・橋下道路から橋面へポンプ圧送打設し、試料を採取する。
- ・フレッシュコンクリートの品質試験による定量的な確認を行うが、品質の変化を確認するために、出荷時、荷降し時、ポンプ圧送後それぞれにおいて試験を行う(表-4、表-5)。

表-4 コンクリート配合(修正後)

s/a (%)	W/C (%)	単位量(kg/m ³)					SP (P*%)	VIS (W*%)
		W	C	FA	S	G		
46.0	55.0	170	309	263	471	489	1.4	0.05

注) P=C+FA

表-5 フレッシュコンクリート性状測定結果(上向き圧送試験)

	スランブ フロー (mm)	500mm フロー時間 (秒)	単位容 積質量 (t/m ³)	空気量 (%)	コンクリート 温度(℃)	V75漏 斗流下 時間(秒)	U形充て ん性試験 (障害R2)
目標値	650±50	3~15秒	1.8t/m ³ 以下	6.0± 1.5%	-	13±5秒	300mm 以上
出荷時	695	3.3	1.68	7.2	25.0	-	-
荷降し時	728	3.0	1.68	7.2	25.5	9.9	360
圧送後	663	2.9	1.70	6.0	26.0	6.7	365

(c) 試験結果および考察

- ・充填性試験時の配合では、コンクリート温度の相違(10→27℃)や軽量骨材の表乾密度の相違により、所要のコンクリート性状が得られなかったため、配合修正を行った。
- ・上向き圧送試験で、荷降し時のスランブフローが目標値を若干上回る結果となった。これは運搬中の高性能AE減水剤の働きによるものと考えられるが、そのほかの試験項目では目標値を満足しており、コンクリートの充填性には特に問題ないと判断した。
- ・上向き圧送試験で、圧送後のスランブフローが荷降し時に対して65mm低下したが、調査した結果、このスランブフローの低下はポンプ圧送による影響は小さく、上向き圧送試験における経過時間等による影響が大きいことがわかった。
- ・筒先からのコンクリートは連続して吐出されており、上向き圧送時に配管内で閉塞する可能性は少ない。
- ・以上より、荷降ろし時の品質管理試験で所要の性状

を有することが確認できれば、ポンプ圧送を行ってもアーチリブ内への良好なコンクリート充填が出来るかと判断される。

ステップ3：施工計画

- ・ 施工試験の結果を踏まえてコンクリート品質管理要領およびコンクリート打設要領を計画する。
- ・ 施工試験の結果を踏まえて空気孔の配置と充填状況の確認方法を策定する。

(2) 現場施工

コンクリート施工試験結果、充填コンクリートの側圧によるアーチリブの変形、現地生コン工場のコンクリート製造能力等を勘案して施工計画を策定し、現場施工を実施した。

1) 施工概要

充填コンクリートは、**図-4**に示すように、アーチ支点から両側それぞれ4パネルは橋下道路からの上向きポンプ打設とし、残りのアーチ中央部8パネルは橋面国道からの下向きポンプ打設とした。また、コンクリート打設はアーチ支点から中央部に向かって順次行い、コンクリートがアーチリブに対して偏載しないよう、同じ打設順番の4ヶ所（上越側、長岡側、山側、海側）を1日で打設した。なお、充填コンクリートの側圧によるアーチリブ腹板のはらみを防止するため補強材をアーチリブ全長にわたって設置したが、さらにアーチ支点から2パネルはパネル区間を2回に分けて打設することにより、打設高を抑えることにした。

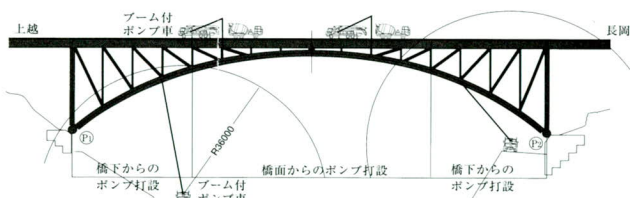


図-4 コンクリート打設方法

2) コンクリートの打設および品質管理要領

コンクリートの打設要領は下記とした。

- (a) 高低差が大きい区間は、フレキシブルホースを打設孔に挿入してコンクリートを投入する流し込み打設方法とする。

- (b) 高低差が小さく水平に近くなる区間は、ポンプ車の圧送力を利用した圧入打設方法とする。ただし、圧送を止めたときにアーチリブ内のコンクリートが下がって空隙が生じる恐れがあるため、圧力用パイプと打設用パイプをアーチリブに設置し、パイプ中のコンクリート自重による圧力を持続させる。
- (c) コンクリートポンプ車は、粘性の大きいコンクリートを圧送するためピストン式とし、圧送能力に余裕のある機種を選定する。
- (d) 充填中の状況と充填完了を、空気孔からのコンクリートの溢れと打音により確認する。

また、コンクリートの現場品質管理要領は下記とした。

- (a) 荷卸し時のコンクリートについて、①スランプフロー②空気量③単位容積質量の測定を午前、午後それぞれ1回行う。また、圧縮強度については、午前1回試料を採取する。
- (b) 流し込み打設区間においては、打設完了後のアーチリブ内コンクリート打継ぎ目について、表面の状態を目視にて確認する。

3) 実施工程表

実施工程表を**表-6**に示す。また、**写真-5**、**写真-6**にコンクリート打設状況を示す

表-6 実施工程表

箇所	打設量 (m ³)	平成13年6月													
		8日	9日	10日	11日	12日	13日	14日	15日	16日	17日	18日	19日	20日	
①	18.0														
②	23.6														
③	17.6														
④	22.4														
⑤	38.0														
⑥	36.4														
⑦	35.2														
⑧	34.4														
⑨⑩	75.2														
備考			休日			雨天				休日	休日				



写真-5 橋下からのポンプ打設



写真一6 橋面からのポンプ打設

(3) 打設中のアーチリブ変形管理

一般交通供用下のコンクリート打設作業のため、打設中の橋体の構造不安全状態を防止することは重要である。このため、先に述べたコンクリート打設順序および打設高の検討と側圧によるアーチリブのはらみ防止補強材設置の他に、打設ステップ毎の橋体部材の応力照査と打設中のアーチリブ変形管理を行った。ここでは、コンクリート打設中のアーチリブ変形管理について述べる。

充填コンクリート打設時の荷重増加によりアーチリブが変形するが、打設ステップ毎にあらかじめ設定した変位管理値と計測変位値を照合することにより、打設中のアーチリブ変形管理を行った。そのフローを示す。

(1) 変位予測値の算出

- ・ 硬化途中の充填コンクリートのヤング係数を考慮した鋼・コンクリート合成断面としたアーチリブ剛度を用いて構造解析を行い、打設ステップ毎の断面力および変位を算出する。この変位（鉛直たわみ）を変位予測値（ δ_{co} ）とする。

(2) 変位管理値の設定

- ・ 各打設ステップ毎に、最も条件の厳しい部材の応力度が下記の状態になるときの変位（鉛直たわみ）を算出し、変位管理値（ δ_1 、 δ_2 、 δ_3 ）とする。
 - ・ 応力度が許容の1.00（常時）倍になるときの変位： δ_1
 - ・ 応力度が許容の1.25（施工時の割増係数）倍になるときの変位： δ_2

応力度が許容の1.50（地震時の割増係数）倍になるときの変位： δ_3

- ・ 変位管理値は、計測変位値を記入して照合しやすいように、変位管理図に表す。

(3) 打設中の変形管理

1) 変位管理値と計測変位値の照合

- ・ 計測変位値が δ_2 を超えないうちは打設作業を続行する。
- ・ 計測変位値が δ_2 を超える場合は打設作業を中断し、部材損傷有無の総点検を実施する。その結果
 - a. 損傷が確認された場合は、補修実施後、打設を再開する。
 - b. 部材の損傷が認められない場合は、変位予測値および変位管理値の再検討を行う。

2) 変形管理の対象範囲

- ・ 計算精度や計測誤差を考慮すると、変位管理値の小さい値のものまで変形管理の対象にするのは無理があると思われるので、変位管理値 δ_1 が5mm以上になる打設ステップを変形管理の対象範囲とする。

3) 計測要領

- ・ 計測位置はアーチスパンの1/4点、1/2点、3/4点とする。
- ・ 各打設ステップ毎の計測は各打設日の翌日早朝に行い、橋面の地覆上で計測する。
- ・ 交通振動による計測誤差を防ぐため、短時間の全面交通止めを行う。
- ・ 計測変位値は、コンクリート充填前の初期高さと同打設ステップのコンクリート充填後の高さとの差とし、温度補正を行って算定する。

変位管理図に計測変位値をプロットしたいくつかを図一5に示すが、結果として、コンクリート打設作業を中断するような異常な変位は計測されなかった。なお、打設9回目（打設完了）の1/2点の計測変位値が δ_{co} （変位予測値）に対して差が大きかったが、これはこの箇所の打設量が比較的多くコンクリートの水和熱による影響が大きかったためと考え、打設完了日の2週間後に再計測した。その結果、計測変位値は δ_{co} にかなり近い値となった。

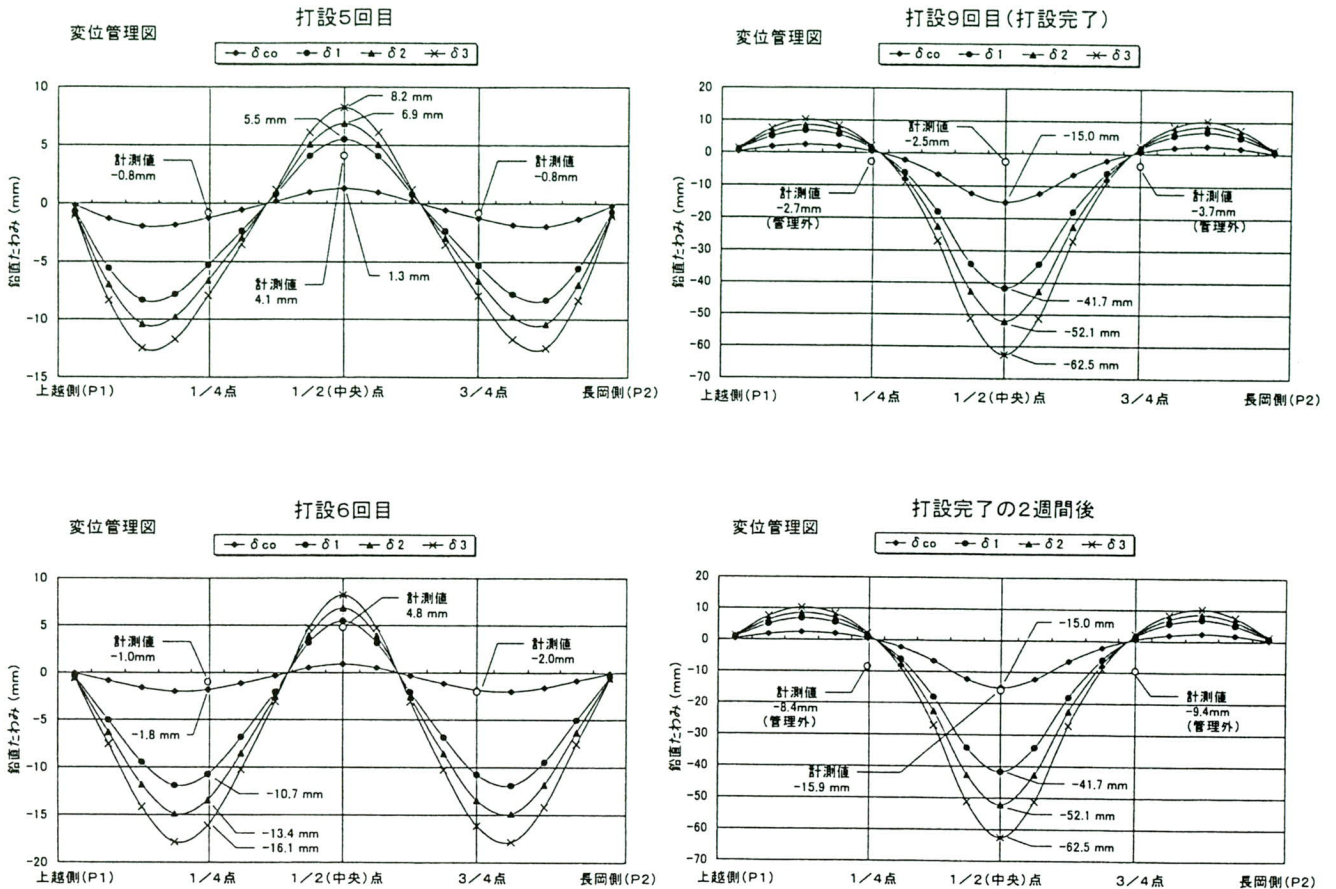


図-5 変位管理図 (計測値をプロット)

3. アーチ基部固定化

アーチ基部の固定化は、橋軸直角方向地震力が作用する際の大きな引抜力に現状のピン支承が耐えられないため、アーチ基部全体をコンクリートで巻きたて、引き抜き力はグラウンドアンカーで抵抗させる工法である (図-6)。これにより、耐震性が向上するとともに、ヒンジア

ーチが固定アーチになるため、通行車輛や強風による橋の変位が減少することが期待される。施工面からは、一般交通供用下のコンクリート打設のため、交通振動による打設中のコンクリートの品質に与える悪影響が心配される。ここでは、コンクリート打設時の交通振動によるアーチリブの変位抑制方法とその変位の計測結果について述べる。

(1) 打設時の変位抑制方法

当初、図-7に示す補強斜材を設置する方法について検討した。この方法は、端柱からアーチリブと下部工へそれぞれ斜材を渡し、下部工でアンカーをとることでよりアーチリブの変位を抑えようとするものである。

しかしながら、道路橋示方書に規定される活荷重を用いた構造解析による変位より実交通下での変位のほうが相当小さく、補強材を設置するのと同様またはそれ以上の変位抑制効果が得られる可能性がある。よって、アーチリブ基部付近の実際の変位量を把握するため、実交通下での変位計測を行うことにした。なお、計測時期に強

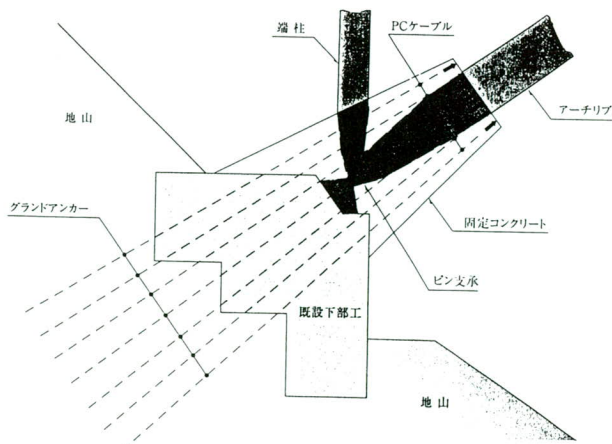


図-6 アーチ基部固定化

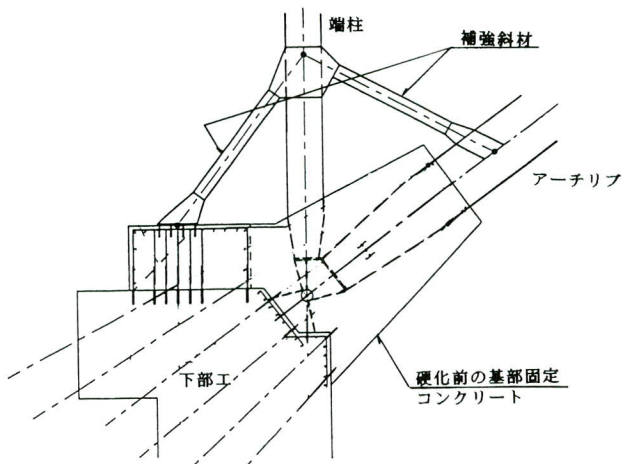


図-7 補強斜材設置(案)

風が見込まれたため、風速と風による変位の計測も同時に行った。計測位置は図-8に示すように、P2支点海側のアーチ基部とした。

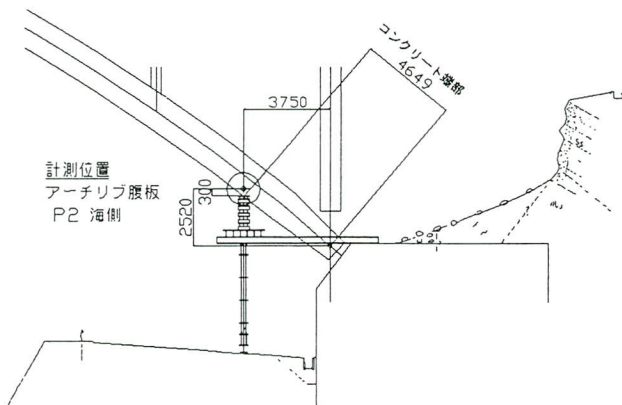


図-8 計測位置

1) 変位計測要領

まず、交通量と応答変位との相関関係を把握するために動的測定を行った。

- ・ 橋上の車両通行状況を確認し計測を指示
 - ・ アーチ基部の着目位置の変位（橋軸方向水平、橋軸直角方向水平、鉛直方向）をひずみゲージ式変位計により測定
 - ・ アーチクラウン付近に設置した風速計で10分間平均風速を測定
 - ・ デジタル動ひずみ測定器で測定データ（変位波形および風速）を連続したデジタル値として記録
- 次に、アーチ基部の着目位置の変位を24時間に渡って計測する頻度計測を行った。
- ・ 変位レベルの特定（予備計測）を実施
 - ・ アーチ基部変位（橋軸方向水平、鉛直方向）をひずみゲージ式変位計により計測（24hr自動計測）
 - ・ アーチクラウン付近に設置した風速計で10分間平均風速を測定
 - ・ ヒストグラムレコーダーで測定データを極大値・極小値法によりデジタル処理し、変位量および頻度数として記録

2) 変位計測結果

動的測定結果と頻度計測結果を表-7、図-9に示す。ただし、変位値の符号は下記とする。

鉛直変位において、正は上方向、負は下方向を示す。
橋軸方向水平変位において、正はP2→P1方向、負はP1→P2方向を示す。

最大変位は24hr頻度計測の結果下記の値が計測された。

橋軸方向水平変位 +1.86mm～-0.70mm

鉛直方向変位 +1.13mm～-3.49mm

ただし、これらの最大変位には24時間で1回だけ突出して計測された値も含まれており、この値が今後多頻度

表-7 動的測定結果

Case	計測日	時刻 時:分:秒	風速 m/s MAX	鉛直変位 mm		橋軸方向水平変位 mm		橋軸直角方向水平変位 mm		備 考
				MAX	MIN	MAX	MIN	MAX	MIN	
1	12月20日	17:45:53	1.0	0.44	-0.54	0.26	-0.18	—	—	海側を走行する大型車両に着目：弱風時
2	12月20日	18:13:42	1.1	0.46	-1.25	0.63	-0.21	—	—	海側を走行する大型車両に着目：弱風時
3	12月20日	18:16:26	1.1	0.32	-0.59	0.30	-0.10	—	—	海側を走行する大型車両に着目：弱風時
4	12月20日	18:22:01	1.0	0.37	-0.65	0.50	0.01	—	—	海側を走行する大型車両に着目：弱風時
5	12月21日	10:09:35	10.1	0.24	-0.23	—	—	0.06	-0.19	車両無し：橋軸直角方向に着目：強風時
6	12月21日	10:31:35	10.8	1.11	-1.22	—	—	0.19	-0.21	海側を走行する大型車両に着目：橋軸直角方向に着目：強風時
7	12月21日	10:35:28	10.5	0.78	-0.69	—	—	0.20	-0.14	海側を走行する大型車両に着目：橋軸直角方向に着目：強風時
8	12月21日	11:10:33	9.7	0.64	-1.40	0.63	-0.35	—	—	海側を走行する大型車両に着目：強風時
9	12月21日	11:16:04	10.1	0.61	-0.87	0.41	-0.30	—	—	海側を走行する大型車両に着目：強風時
10	12月21日	11:21:34	11.1	0.56	-0.91	0.45	-0.24	—	—	海側を走行する大型車両に着目：強風時
11	12月21日	11:25:51	9.9	0.61	-0.99	0.48	-0.27	—	—	海側を走行する大型車両に着目：強風時
12	12月21日	12:30:34	9.2	0.37	-0.86	0.37	-0.22	—	—	山側を走行する大型車両に着目：強風時
13	12月21日	12:33:33	10.7	0.54	-0.58	0.33	-0.33	—	—	山側を走行する大型車両に着目：強風時
14	12月21日	12:37:17	9.0	0.47	-0.86	0.40	-0.19	—	—	山側を走行する大型車両に着目：強風時

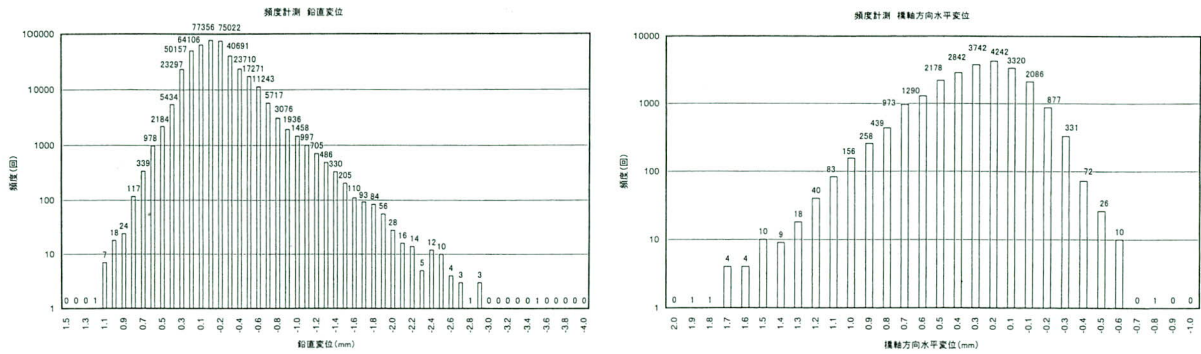


図-9 頻度計測結果

で生じる可能性が少ないので、コンクリート打設時の変位抑制を考えると、この異常値を除いた下記の値を用いるのが良いと思われる。

- 橋軸方向水平変位 +1.70mm～-0.70mm
- 鉛直方向変位 +1.13mm～-2.88mm

また、大きな変位は海側、山側の両車線同時に大型車が走行するときに生じるので、車線規制により片側通行にすれば変位を半減することができる。

動的測定による海側のみまたは山側のみ車線を大型車が走行したときの鉛直方向変位はあまり差がなく、偏載された車輛荷重が両アーチにほぼ均等に荷重分配されている。

海側走行時(計測は海側)鉛直変位(平均) -0.90mm

山側走行時(計測は海側)鉛直変位(平均) -0.77mm

従って、コンクリートを打設するアーチ側の片側車線規制による変位低減効果は小さく、50%程度である。

風および活荷重による橋軸直角方向の変位は小さく、コンクリート打設に対して特に悪影響は与えないと思われる。

活荷重なし、風速10.1m/s時の橋軸直角方向水平変位 +0.06mm～-0.19mm

活荷重あり、風速10.8m/s時の橋軸直角方向水平変位 +0.19mm～-0.21mm

3) 変位計測値と解析値の比較

鉛直方向と橋軸方向変位について、計測値と解析値の比較を表-8に示す。

表-8 計測値と解析値の比較

	鉛直方向 δy (mm)		橋軸方向 δx (mm)	
	Min	Max	Max	Min
計測値	-3.49	1.13	1.86	-0.70
解析値	-8.10	7.39	5.80	-5.66
計測値/解析値	43%	15%	32%	12%

計測値は解析値の半分以下の値である。なお、鉛直方向の変位 (δy_{Max}) と橋軸方向A2側への変位 (δx_{Min}) は計測値と解析値の差がかなり大きい。これは、実橋において影響線 (+) 範囲 (δy_{Max} 、 δx_{Min} の範囲) が計測位置と離れており、車両の走行速度も大きいため、変形が伝わるまでに車輛(荷重)がその先の影響線 (-) 範囲に寄ってしまうためと考えられる。逆に、鉛直下方向の変位 (δy_{Min}) と橋軸方向P1側への変位 (δx_{Max}) の計測値と解析値の差が前述した変位の場合に比べてそれほど大きくないのは、計測位置が影響線 (-) 範囲の直上であり車輛(荷重)の影響がダイレクトに変形として伝わったためと思われる (図-10)。

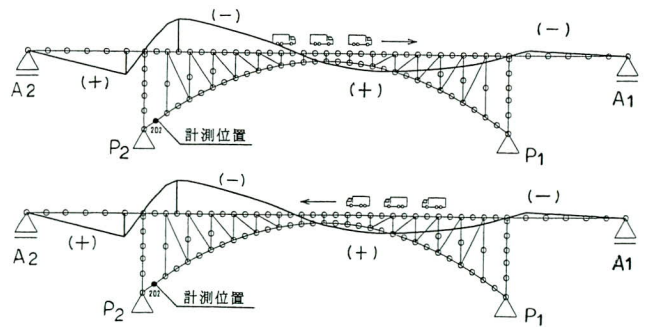


図-10 計測位置のたわみ影響線

4) 変位抑制方法

実交通下でのアーチ基部付近の変位量が把握できたので、この値を用いて下記の変位抑制対策を実施したときの変位量と補強斜材を設置したときの構造解析による変位量の比較を表-9に示す。

変位抑制対策(下記の低減率は解析により算出した)

- ① アーチリブへのコンクリート充填と端部斜材の追加(計測値に対する低減率60%)
- ② 打設中の車線規制による一車線走行(①を実施後の変位に対する低減率50%)

表-9 変位抑制効果表

	鉛直変位 (mm)		橋軸方向変位 (mm)	
	Max	Min	Max	Min
① 計測値	1.13	-2.88	1.70	-0.70
② コンクリート充填、端部斜材施工後 〔①×(1-0.6)〕	0.45	-1.15	0.68	-0.28
③ 車線規制後 〔②×(1-0.5)〕	0.23	-0.58	0.34	-0.14
④ 補強斜材設置し、車線規制後	0.53	-0.73	0.48	-0.45

上表より、補強斜材を設置したときの変位量④は計測値に対し変位抑制対策を施したときの変位量③を上回ることで、変位抑制方法として補強斜材の設置は行わないことにした。また、実交通による計測変位に対して変位抑制対策を施したときの予想変位量は最大0.58mmと小さいので、打設中のコンクリートの品質に与える悪影響は少ないと判断した。

(2) 打設中の変位計測結果

鉛直変位頻度計測を上越側、山側のアーチ基部で7月30日の夜から8月1日の午後にかけて行い、変位データは15分毎の度数分布で整理した。変位計測要領を図-11に示す。

1) 変位計測結果および考察

アーチ基部固定コンクリート施工前後の鉛直変位計測結果を表-10に示すとともに、考察を加える。

(a) 交通規制開始前 (7月31日, 7:45 ~ 8:00)

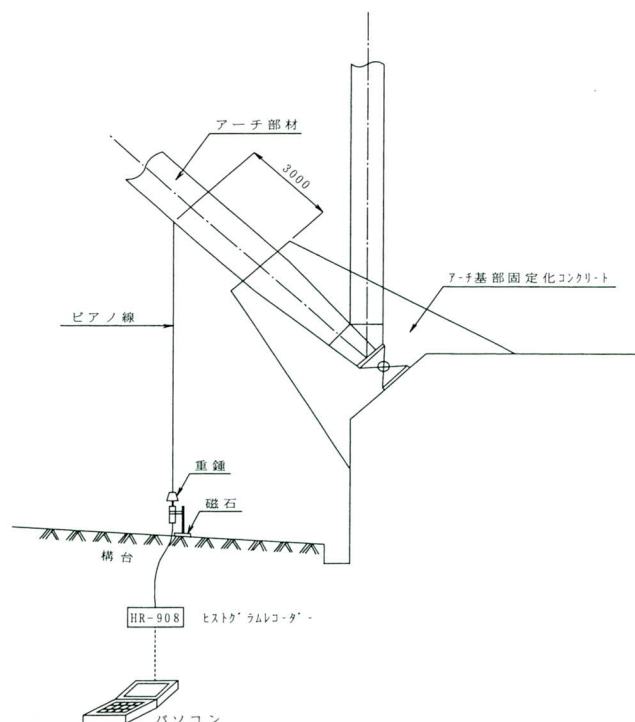


図-11 変位測定要領

事前検討では、端部斜材の追加とアーチ部コンクリート充填施工後の予想鉛直変位は最大変位0.45mm、最小変位-1.15mmであったが、頻度計測結果から98.3%がこの範囲に収まるものの、最大変位0.8mm、最小変位-1.7mmと5割以上大きな変位も生じることがわかった。

(b) 片側交通規制、コンクリート打設前 (7月31日, 8:45 ~ 9:00)

最大変位0.23mm、最小変位-0.58mmが予想値であったが、最大変位0.5mm、最小変位-1.2mmと2倍程度の大きな変位が生じることがわかった。この時の予想値を逸脱する割合は10%程度であった。

(c) 片側交通規制、コンクリート打設中 (7月31日, 15:00 ~ 15:15)

ヒンジ支承部分がコンクリートに巻立てられた状況である。最大変位0.4mm、最小変位-1.0mmと多少変位は小さくなるが、顕著な変化は認められない。

(d) 片側交通規制、コンクリート養生中 (7月31日, 19:00 ~ 19:15)

18:20に全てのコンクリートの打設が終了し養生を開始した状況である。最小変位は-0.7mmであり予想値(-0.58mm)より大きい、その発生割合は2%と小さい。このことから、コンクリート硬化時の鉛直変位量は当初想定した範囲にあると判断される。

(e) 片側交通規制、コンクリート養生中 (8月1日, 8:00 ~ 8:15)

コンクリート打設終了後約14時間経過して、最大変位0.2mm、最小変位-0.4mmと予想値に収まっている。すでにコンクリートは硬化が進んでいるが、基部コンクリートとアーチ部材の間には多少のすき間が生じており、今後コンクリートの強度が増加しても同程度の変位量が生じるものと推測される。

(f) 交通規制解除、コンクリート養生中 (8月1日, 14:15 ~ 14:30)

コンクリート打設終了後約18時間経過した段階で午後2時に片側交通規制を解除し、交通規制解除後2回目の頻度計測結果である。最大変位0.2mm、最小変位-0.6mmと交通規制を解除しても大きな変位量の増大は見受けられなかった。

2) アーチ基部固定コンクリートとアーチ部材間のすき間計測

コンクリート硬化後にアーチ部材とコンクリート接触

表-10 鉛直変位測定結果

測定時間	変位頻度分布	備考
1 7月31日 7:45 ~ 8:00		・コンクリート打設前 ・交通規制開始前 最大変位: 0.8mm 最小変位: -1.7mm
2 7月31日 8:45 ~ 9:00		・コンクリート打設中 ・片側交通規制 最大変位: 0.5mm 最小変位: -1.2mm
3 7月31日 15:00 ~ 15:15		・コンクリート打設中 ・片側交通規制 最大変位: 0.4mm 最小変位: -1.0mm
4 7月31日 19:00 ~ 19:15		・コンクリート養生中 ・片側交通規制 最大変位: 0.4mm 最小変位: -0.7mm
5 8月1日 8:00 ~ 8:15		・コンクリート養生中 ・片側交通規制 最大変位: 0.2mm 最小変位: -0.4mm
6 8月1日 14:15 ~ 14:30		・コンクリート養生中 ・交通規制解除後 最大変位: 0.2mm 最小変位: -0.6mm

面のすき間を計測した。すき間ゲージの深さ方向への挿入量を表-11に示す。

表-11 すき間計測結果

すき間 ゲージ厚	挿入量(cm)		
	上 面	側 面	下 面
0.1mm	-	-	5.5
0.2mm	-	-	4.5
0.3mm	-	-	4.0
0.4mm	-	-	3.0
0.5mm	-	-	-

上表より、アーチ部材の上面と側面にはすき間は生じておらず、下面のみ最大0.4mmのすき間が発生した。しかし、その挿入量は0.1mmのすき間ゲージでも5.5cm程度と小さいものであり、幅方向にはアーチ部材中央付近の10cm程度の範囲に収まった。

3) まとめ

(a) アーチ基部固定コンクリート施工に際してアーチ基部で鉛直変位頻度計測を行い、コンクリート硬化時の通過車両ともなう変位量を計測した。片側交通規制を実施した事もあり、コンクリート硬化開始時の変位は下方方向に最大0.7mm程度と小さく、また硬化が

進むにつれて0.4mm程度に減少する結果となった。

(b) アーチ部材の振動にともないアーチ基部固定コンクリートとアーチ部材との間にすき間が生じたが、上面と両側面には発生せず、下面のみに最大0.4mm程度のすき間が幅方向で10cm程度、奥行き方向で5cm程度生じたのみであった。この程度のすき間であればこの部分をシールすることで固定コンクリートの耐久性に問題はないと思われる。写真-7にアーチ基部固定コンクリート施工後の状況を示す。

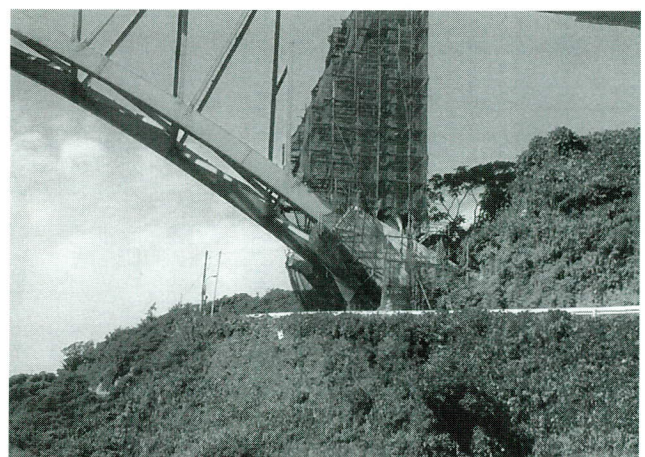


写真-7 固定コンクリートの状況

4. おわりに

コンクリート施工試験により、アーチリブへ軽量高流動コンクリートを充填するという新しい補強工法に適したコンクリートを開発することができ、このコンクリートを使用した実施工において特にトラブルもなく、順調に打設作業を行うことができた。また、アーチ基部の固定コンクリート打設時の変位抑制についても、ほぼ見込み通りの変位抑制効果が得られた。今後この報告が、同様の補強工事等の施工に際して参考になれば幸いです。

なお、今回実施した補強工の橋全体に対する補強効果の確認（補強前と補強後の比較）については、現在計測結果等をまとめている段階であり、次号への掲載を考えている。

最後に、本工事の施工にあたりご指導いただいた国土交通省長岡国道事務所の皆様、上輪橋・米山大橋補修工法検討委員会の皆様、コンクリート施工試験に際して大型実験棟の使用許可と試験のご指導をいただいた長岡技術科学大学の皆様、さらにコンクリート施工試験の担当と施工計画のアドバイスをいただいた太平洋セメント(株)中央研究所および鹿島技術研究所の皆様に深く感謝いたします。

2001. 11. 27 受付

グラビア写真説明

尾瀬古仲橋

尾瀬古仲橋は、日光国立公園の「尾瀬」に向かう幹線道路の国道401号「土出・戸倉バイパス」の一部として、群馬県土木部より発注された橋梁です。平成12年度の「全建賞」を受賞いたしました。群馬県片品村の片品川に架けられたアーチ式の斜張橋であり、主塔となるアーチが主桁と鋭角に交差した、全国的にも珍しい構造的な難易度の高い橋梁となっています。また、幅員の狭い交通事故多発地点を解消し、片品村のランドスケープとして地元住民はもとより、「尾瀬」への観光客・スキー客にも好評であります。21世紀への架け橋として地域の活性化に大きな期待が寄せられています。

(粕谷)

東西水路横断橋

本橋は、東京都の物流機能の沖合展開と臨海副都心の開発・整備に伴う交通需要に対応するために「東京港臨海道路」の第一工区（一部）として、中央波提内側への分岐～東京港第二海底トンネルを通り江東区青梅へ通じる道路の一部として東西水路に架けられました。この「東京臨海道路」は、沖合埋立部相互利用のための道路として計画されたものであり、将来的には大田区城南島から東京西航路・東航路を横断して江東区若洲に至る総延長8kmの道路となります。

(吉野)